

Evaluación de la rigidez a flexión de puentes de viga y losa en concreto presforzado a partir de pruebas de carga. Caso de estudio: Puente La Parroquia vía La Renta - San Vicente de Chucurí

Evaluation of Bending Stiffness in Prestressed Concrete Beam and Slab Bridges Based on Load Testing. Case Study: La Parroquia Bridge, La Renta - San Vicente de Chucurí Road

A.M Agredo Chávez ¹, S.J Sarmiento Nova ², A. Viviescas Jaime ³.

¹ Ingeniera Civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia. Email: angelica.m.agredo@gmail.com

² Ingeniera Civil, Universidad Industrial de Santander, Colombia. Email: Silvia_1993_27@hotmail.com

³ PhD en Ingeniería de la Construcción, Profesor e investigador, Universidad Industrial de Santander, Colombia. Email: alvivija@uis.edu.co

RECIBIDO: JUN 26, 2015. ACEPTADO: 20, 2016. VERSIÓN FINAL: JUN 28, 2016

RESUMEN

El trabajo presentado pertenece a un proyecto de investigación realizado por un grupo dedicado a la indagación en nuevos materiales y estructuras (INME) enfocado en el estudio de la prueba de carga para puentes de hormigón pres-forzado, tipología viga y losa de luz aproximada a los 30 metros, construidos bajo la reglamentación existente hace cerca de treinta años en Colombia. El puente objeto del presente análisis se encuentra localizado en el Departamento de Santander entre la ciudad de Bucaramanga y la municipalidad de San Vicente del Chucurí. Se presentan los análisis del estudio del Puente La Parroquia mediante la elaboración de un modelo numérico que fue ajustado con los resultados de una prueba de carga estática. La metodología utilizada para el análisis de carga de cada uno de los puentes estudiados, se configura expresando sobre la estructura un conjunto de operaciones consistentes en la reproducción de uno o varios estados de carga y descarga sobre la misma, con el fin de determinar aspectos de su comportamiento para la rigidez a flexión al ser sometidos a las sollicitaciones que producen su estado máximo de esfuerzos. El resultado final obtenido se traduce en obtener resultados que verifican la carga portante que soporta la estructura, validando y calibrando un modelo de elementos finitos tridimensional del puente, donde los datos finales permiten reducir considerablemente las incertidumbres ligadas al modelado matemático e identificaran el estado actual de la estructura para obtener un criterio objetivo para emitir un dictamen sobre su seguridad estructural. Como respuesta a la calibración, se logra obtener finalmente un modelo matemático, el cual presenta un comportamiento aproximado al de la estructura analizada ante cargas gravitacionales estáticas. Se determina que las propiedades geométricas de los elementos estructurales influyen de manera significativa en la rigidez a flexión de los puentes en concreto pre-esforzado.

PALABRAS CLAVE: Calibración, Concreto presforzado, Flexión, Prueba de carga, Puente de viga y losa, Rigidez.

ABSTRACT

The work presented is part of an investigation project conducted by an inquiry group of new materials and structures, which is focused on the load test study for pre-stressed concrete bridges, typology slab-beam which its span is approximately between 30 meters, it was built by the existing regulations about 30 years ago in Colombia. The bridge that is being studying is located in the Santander department between Bucaramanga City and San Vicente del Chucurí Municipality. La Parroquia bridge analysis is presented through the elaboration of a numerical model which was fitted with the static load test done. The methodology used for the load analysis of each studied bridges, it is configured by expressing over the structure a consistent operation set in the reproduction of one or more load states on the same,

in order to determine behavior aspects when they are being subjected by solicitations which produce them their maximum stress state. At the end, the obtained results are translated into getting results that verify the bearing load on the structure validating and calibrating a three-dimensional finite element model of the bridge. Where the final data allow to reduce considerably the uncertainties related to mathematical modeling and also, they will identify the structural current state to get an objective criteria to issue an opinion on its structural safety. In response to the calibration, a numerical model is obtained, which presents an approximate behavior of the structure analyzed against static gravitational loads. It determines that the geometrical properties of the structural elements have a significant influence on the flexural rigidity of pre-stressed concrete bridges.

KEYWORDS: Beam and slab bridge, Bending, Calibration, Load testing, Prestressed concrete, Stiffness.

1. INTRODUCCIÓN

Dentro del marco del proceso investigativo desarrollado por el grupo de Investigación en Nuevos Materiales y Estructuras de Construcción (INME), adscrito a la Universidad Industrial de Santander (UIS), se identificó la oportunidad de generar un proyecto enfocado al estudio del comportamiento de puentes de hormigón postensado, tipo viga y losa, en servicio; las metodologías de evaluación de características dinámicas y estructurales; y las técnicas de rehabilitación. Lo anterior, aprovechando las circunstancias generadas por el desarrollo de un proyecto energético en la región.

Como consecuencia de la construcción de la represa del proyecto hidroeléctrico HidroSogamoso, se ha de presentar un aumento del nivel del río Sogamoso, lo que conlleva a una inevitable inundación, la cual ha requerido la construcción de nuevas vías y puentes que se adecuen a este futuro escenario, dejando inoperables los puentes antiguos que comunican actualmente las diferentes localidades situados en la zona de influencia del proyecto.

La Gobernación de Santander ha cedido a la UIS los puentes: Agua-Blanca, La Parroquia y El Ramo, ubicados sobre la vía que conduce de Bucaramanga a San Vicente de Chucurí, con el fin de llevar a cabo procesos de investigación en el área, permitiéndole a los investigadores acceso total a las estructuras, cuando la vía sustitutiva entre en operación, y hasta antes de iniciar el proceso de llenado de la represa.

Considerando lo anterior, el presente artículo presenta los resultados de la evaluación de la rigidez a flexión aplicada a uno de los puentes mencionados, afectados por su largo periodo de servicio y la falta de mantenimiento. El trabajo aporta al estudio de esta tipología de puentes, que, aunque ha recibido ya mucha atención por parte de la comunidad científica, sigue teniendo validez, debido a que esta es la clase de puentes dominante en la infraestructura vial tanto en Colombia como en la mayoría de los países de nuestro entorno.

2. MARCO TEÓRICO

Tras un estudio realizado en el año 2002 [1], sobre las causas de colapso en los puentes de Colombia, se hizo evidente el rezago tecnológico en la ingeniería nacional y surgió la necesidad de investigar y profundizar en los temas relacionados con el diseño, la evaluación e inspección de puentes. Entre estos temas se destacó el diseño y la de las pruebas de carga.

Una prueba de carga identifica la comprobación cualitativa o cuantitativa del comportamiento resistente de una estructura, mediante la simulación de las sobrecargas de uso que presenta la misma. Esta es una técnica tradicional en la historia de la construcción, donde la importancia de la magnitud de las cargas permite establecer deducciones sobre la capacidad resistente de la estructura y la ausencia de defectos ocultos.

Con el fin de adaptar dicha prueba a las condiciones tecnológicas y de seguridad particulares de cada contexto, han sido numerosos los países que han regulado la realización de pruebas de carga. Actualmente, el [2] es la normativa que regula el diseño y construcción de relacionado con puentes. En este código se expresa la obligación de realizar pruebas de carga para verificar la correcta culminación de los procesos constructivos llevados a cabo para dar inicio a la vida de servicio de la estructura. Un ejemplo que cabe destacar es el nuevo récord de longitud de puentes peatonales colgantes, registrado en [3].

Cada reglamento divide la prueba de carga en tipologías diferentes, teniendo como factor principal de clasificación los tipos de resultados que se desean obtener:

En él [4], de la Association of State Highway and Transportation Official (AASHTO) se regula la evaluación de puentes en los Estados Unidos. Esta publicación es actualizada con frecuencia, con el fin de

establecer nuevos criterios, factores, etc. que afecten el estado de la estructura y que, con el avance tecnológico actual, sean posibles de determinar en campo y de llevar a un análisis más sofisticado y exacto por medio de modelos numéricos que puedan representar lo teórico o el comportamiento ideal de la estructura sin ser afectada por factores humanos y ambientales.

Por otro lado, las pautas dadas por [5], además de brindar una serie de recomendaciones para poder elaborar una prueba organizada y metódica, también toma factores de seguridad para la sobrecarga aplicada, con el fin de no afectar la estructura y evitar llevarla a un estado de figuración innecesario, que se traduce en un potencial riesgo para la durabilidad de la misma.

Las pruebas de carga se han convertido en un tema de gran interés a nivel nacional. Prueba de ello es que se han desarrollado varios proyectos de investigación bajo su implementación, entre los que se destaca la creación de técnicas de optimización en la calibración de modelos de elementos finitos indicados en [6].

3. DESCRIPCIÓN DE LOS PUENTES EN ESTUDIO

3.1. Ubicación

El puente La Parroquia, que comunicaba los municipios de Bucaramanga y San Vicente del Chucurí, permitía el paso de vehículos y transeúntes sobre la quebrada Pujamanes, una quebrada de poco caudal.



Figura 2. Tipología viga-losa, vista inferior La Parroquia.
Fuente: autores

El puente La Parroquia hacía parte de una vía terciaria en la que a diario transitaban menos de 100 vehículos. Las especificaciones que la definen no son de altos estándares, razón por la cual los mantenimientos

realizados a la estructura, a lo largo de su vida de servicio, fueron escasos, o prácticamente nulos

3.2. Descripción

Según registros fotográficos, se identifica una escritura en la losa de aproximación, correspondiente a la fecha de construcción de la estructura. El puente La Parroquia fue construido en el año de 1980 y lleva 34 años en operación. Está catalogado en la sección de puentes postensados de viga losa, con sección tipo I y rectangular en sus apoyos, donde es necesario ampliar el ancho de la sección para garantizar y facilitar el montaje de los anclajes.

Este puente posee una luz de 26 m y sus puntos de soportes están definidos al lado derecho por un apoyo de neopreno y al lado izquierdo uno fijo, determinando al puente, como una estructura isostática y estable. La separación entre vigas es de 2,1 metros y voladizos simétricos de 0,85 metros

La estructura presenta dos riostras, cada una separada a 8,66 metros de distancia, concordando con los criterios y especificaciones actuales de la normativa colombiana registradas en [2], donde se indica que para luces mayores a 15 metros se debe colocar un diafragma en el punto de momento máximo positivo para uniformizar las deformaciones de las vigas y para impedir la distorsión de la sección del puente.



Figura 2. Tipología viga-losa, vista inferior La Parroquia.
Fuente: autores

La superficie de rodadura corresponde a la misma losa de concreto, debido a que por el bajo tránsito de la zona, no es necesario aplicar una capa de pavimento asfáltico. Además, el puente tiene un bordillo y una baranda de seguridad de concreto a cada lado del tablero.

Los datos generales de la geometría de los puentes fueron obtenidos realizando un levantamiento topográfico obteniendo así las características geométricas de los puentes, con ayuda del Riegl Scann.

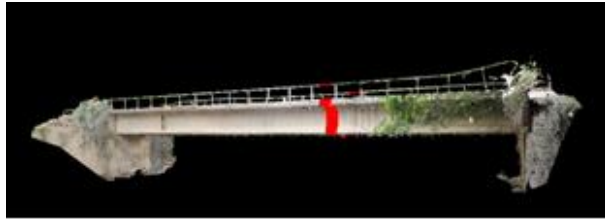


Figura 3. Modelo tridimensional obtenido por Riegl Scann.

Fuente: autores.

A través del levantamiento con el escáner antes mencionado, y el manejo del software del fabricante del escáner, se obtuvieron medidas de alta precisión para todas las características de la configuración geométrica, tanto de sección transversal como longitudinal. A continuación se presentan algunos de los datos más importantes.

4.SISTEMÁTICA

Dado que el [2] no cuenta con un capítulo especial normativo que dé algunos lineamientos a seguir en la realización de pruebas de carga para puentes, se seguirán las pautas aconsejadas en [5], además de las recomendaciones para la realización de pruebas de carga de recepción de puentes de carretera de la Dirección General de Carreteras de España .

Las pruebas de carga exigen una organización y preparación previa para poder relacionar los equipos y materiales para la correcta realización y finalización, determinar los últimos detalles y previsiones con tiempo de antelación, de manera que siguiendo una precisa metodología se obtenga la mayor fiabilidad en los resultados del ensayo y se proceda con las adecuadas condiciones y prescripciones de seguridad. A nivel nacional, las pruebas de carga han sido utilizadas para realizar estudios de vulnerabilidad y confiabilidad estructural, como se muestra en [7];[8];[9];[10]. Como referentes internacionales, se tuvo en cuenta [11], un estudio sobre la evaluación estructural de un puente viga losa realizado en El Salvador, y [12], un informe técnico para el diseño de pruebas de carga, realizado en la Universidad de Córdoba, Argentina.

4.1. Inspección del puente

Un reconocimiento previo a la estructura permitió la idealización del escenario y problemas presentados, para poder cuestionar e inferir la situación y estado del puente. Se identificó en campo el estado de: apoyos, juntas, vigas, tablero; tomando registro de estados de fisuración previos a la aplicación de la carga, para su posterior comparación con el correspondiente modelo teórico, reconociendo la importancia de estos en la respuesta elástica de la estructura



Figura 4. Estado actual de estribos y apoyos

Fuente: autores.

El puente La Parroquia es un puente en el que visualmente se observan ciertas propiedades trazadas en la superestructura, tal como el acotado de la distancia longitudinal del puente.



Figura 5. Escritura de año de construcción del puente. Fuente: autores



Figura 6. Acotado longitudinal de 10 m sobre el bordillo. Fuente: autores.

En las visitas de campo se pudo evidenciar la falta de mantenimiento y limpieza del tablero. También se observó la acomodación de paneles de avispa en la parte inferior, en la superestructura, no se observó ninguna

clase de fisuras, solo algunas a lo largo del estribo. Aunque el alcance de prueba realizada no incluyó efectos de la infraestructura, estos daños podrían afectar a la respuesta en la vulnerabilidad estructural y algunas condiciones corrosivas del concreto tanto de la infraestructura como de las vigas. Se identificaron propiedades, por inspección visual o medición manual con cinta métrica. Así es como se clasificó el puente como de tipología viga losa en concreto presforzado, cuya sección es de tipo I y donde se corroboró la medida inscrita en el puente, definiendo una distancia entre apoyos de 26 metros.

Considerando los factores de bajo mantenimiento vial y alto tránsito de vehículos pesados debido al acarreo de materiales para la construcción de la represa, la estructura se encuentra en buenas condiciones donde ninguna clase de daño estructural podrá afectar o incidir en los resultados teóricos calculado por el software de análisis usado: CIVIL MIDAS 2012.



Figura 7. Vista superior del tablero. **Fuente:** autores.

4.2. Levantamiento topográfico

Con el fin de obtener una medida más precisa y rápida de los datos geométricos propios de la estructura, se ha recurrido a medios de última tecnología los cuales permitieron acceder a una toma de datos con menor factor de error que podría incluir el hecho de haber realizado las medidas mediante topografía tradicional.



Figure 8: Fotografía del dispositivo RIEGL VZ-400 utilizado [14]

El scanner láser de referencia RIEGL VZ-400 propiedad del grupo de investigación GEOMÁTICA, también adscrito a la Escuela de Ingeniería Civil de la UIS, posee una precisión de 3 mm con respecto a los datos reales realizando una lectura al espacio por medio de una velocidad predeterminada de reflectancia en el recorrido hacia los puntos, donde la diferencia de tiempo en llegar de nuevo hasta el láser determinan la distancia promedio y ejecuta una nube de puntos asemejando el panorama captado por el láser en su zona de influencia, definida por una toma de muestra horizontal de 360° y vertical de 100° (60° por encima de su eje horizontal y 40° por debajo del mismo) [13]

La zona de influencia de los datos para el RIEGL VZ-400 incluye la geografía que rodea el puente La Parroquia, información innecesaria para el análisis de las propiedades geométricas requeridas para la formulación de la prueba de carga y así mismo, para la determinación de la rigidez a flexión de la estructura. El software RISCAN Pro permitió filtrar la información y posteriormente exportarla a un archivo DWG para proceder con la determinación geométrica de sección transversal del tablero y los bordillos, esquematizando un sistema y modelo gráfico que representa a dimensión escalada el puente



Figura 9. Imagen de la nube de puntos en DWG. **Fuente:** autores.

4.3. Diseño de la prueba de carga

Realizadas las actuaciones previas, se procedió a identificar la sobrecarga a aplicar, para identificar los desplazamientos verticales representativos de la rigidez a flexión del puente La Parroquia, el cual, al estar al servicio por 34 años y sin ninguna clase de mantenimiento realizado, se considerará la solicitud portante a usar con un factor de seguridad que involucre dichos estados desfavorables. El objetivo principal fué la constatación experimental del comportamiento

estructural del puente con el teórico simulado en el software MIDAS CIVIL y sus respuestas a las demandas establecidas sean similares. De esta forma, se pueden establecer patrones, con un nivel de confiabilidad adecuado, para poder identificar aspectos que hagan matizar ambos comportamientos.

El [2] no cuenta con alguna referencia sobre el diseño y la realización de pruebas de carga. Por ende, a través de países que formulan dicha prueba como indispensable para la evaluación de puentes en etapas preliminares al estado de servicio y, así mismo, para obtener información adicional del comportamiento de la estructura, se han utilizado [5], [14], [15] y [16] para realizar el diseño del puente La Parroquia, logrando una comparación entre los resultados de las cuatro metodologías y estableciendo la carga más segura, donde las variantes de magnitudes de carga y posiciones serán cambiadas de acuerdo con el objetivo y destino de los resultados obtenidos.

4.3.1. Metodología Association of State Highway and Transportation Official - AASHTO [17].

La distribución de carga para los principales miembros de soporte está basada en los factores de distribución de diseño. Estos factores son conocidos para resultados en aproximaciones conservativas de la actual distribución.

Para el diseño de la prueba de carga para estudio de comprobación de comportamiento para puentes existentes se necesita, en primera medida, obtener el valor de X_p , el cual representa un factor de carga viva necesario para llevar al puente a un factor de tasa de 1,0. Antes de realizar cualquier ajuste, el valor de X_p será igual a 1,4.

Este valor se calibró para dar la misma fiabilidad global como el nivel inherente a la capacidad de carga calculada. El factor de 1,40 en las cargas vivas se puede reducir si el propósito de la prueba es únicamente para verificar una calificación para una carga de permiso.

TABLA I
AJUSTES PARA X_p NORMATIVA AASHTO [2]

Consideración	Ajuste
1 Línea de Carga	15%
Estructura no redundante	10%
Fractura o detalles críticos	10%
Puente en mal estado	10%
Inspección rigurosa	-5%
Capacidad de carga > 1	-5%
Tráfico Promedio Diario <1000	-10%
Tráfico Promedio Diario <100	-15%
total	5%

El puente La Parroquia por todo lo ya enunciado, se considera como una estructura en mal estado. Los

apoyos estaban compuestos por un apoyo de neopreno hacia el lado izquierdo, y fijo al lado derecho, determinándose una estructura isostática o una estructura sin ninguna redundante en su equilibrio externo. Por encontrarse en una vía terciaria y las bajas especificaciones de la vía de acceso, su tráfico promedio diario es menor a 100 vehículos, pues se encuentra de estado de servicio, no presenta fractura o detalles críticos.

Por tanto:

$$\Sigma(X_p) = 5\% \quad (1)$$

Se tomaron las consideraciones apropiadas para el puente en estudio, y se realizó el cálculo respectivo para obtener el valor ajustado de X_p el cual se llamará en este caso X_{pa} , un factor variable de acuerdo con las condiciones físicas visibles del puente, de su tipología de sus apoyos, del nivel de tránsito sobre la estructura, entre otros.

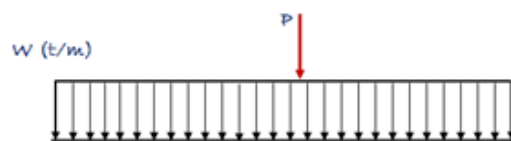
$$X_{pa} = X_p * \left(1 + \frac{\Sigma(X_p)}{100}\right) \quad (2)$$

Para puentes de múltiples carriles, con un mínimo de dos carriles, se debe cargar al mismo tiempo. X_{pa} no debe ser inferior a 1,3 o más de 2,2 [14, pp. 8-12].

Una vez obtenido el valor ajustado de X_p , se procede a calcular la magnitud de la carga viva a aplicar para la prueba de la siguiente manera:

$$L_T = X_{pa} L_R (1 + IM) = 131,7 [Ton] \approx 132 [Ton] \quad (3)$$

El valor de $L_r * (1 + IM)$ de (3) expresaría la carga viva más el impacto generado por la carga viva de diseño mencionado en [17] y enunciado en [2].



Efectos de carga por carril según luces

	Luz	Carga
Momento	$L < 28$	Camión
	$28 = L < 100$	Carril $w = 1,5 - (L-28) / 200$ $P = 12 \text{ t}$
	$L > 100$	Carril $w = 1,14 \text{ t/m}$ $P = 12 \text{ t}$

Cortante	$L < 24$	Camión
	$24 = L < 134$	Carril $w = 1,5 - (L-24) / 300$ $P = 16 \text{ t}$
	$L > 134$	Carril $w = 1,14 \text{ t/m}$ $P = 16 \text{ t}$

4.3.2. Monografía Española M-9 de ACHE [5].

Según [5], se establece una ecuación donde se puede proveer la información de la magnitud de la sobrecarga a implementar, únicamente con las propiedades geométricas proporcionadas por la topografía dada por el Riegl Scanner. Además, se induce un factor de seguridad para los puentes construidos en hormigón, derivado de las teorías e instrucciones del cálculo de diseño que permiten que bajo ciertas combinaciones de sobrecarga de uso puedan llegar a parecer fisuraciones. En esta situación, una prueba de carga de una estructura nueva podría llegar a un estado innecesario de fisuración que se traduce en un potencial riesgo para la durabilidad de la misma. Como consecuencia, se ha ido reduciendo la carga máxima recomendada en la práctica de dichos ensayos. Así, en las últimas recomendaciones de [5, pp.20], se sugiere limitar la carga de ensayo de forma que se alcancen esfuerzos del orden del 60% de los que produciría el tren de la Instrucción de Acciones, sin sobrepasar nunca el 70% para de esta forma, no comprometer la durabilidad de la estructura.

$$Q = \left[0.65 * \left(4 + \frac{1200}{b * L} \right) \right] * (b * L) [kN]$$

$$-Q = 1321 [kN] \approx 135 [Ton] \quad (4)$$

Siguiendo los parámetros establecidos en [5] se obtuvo un valor de 135 Ton, mientras que siguiendo los parámetros de [14, pp. 8-14] se obtuvo una magnitud de solicitud máxima de 132 Ton. Por cuestiones de seguridad y, teniendo en cuenta que ambos valores son notoriamente significativos, se decidió optar por el menor debido a la incertidumbre en el diseño del postensionamiento y el desconocimiento de daños internos sobre la estructura. Para asegurar que el puente no ingresara en un estado de fisuración, se tomó el 70 % de este valor, tal como se indica en [5, pp. 20]. Por ende, la magnitud total de la solicitud para la prueba de carga será:

$$Qt = 132 * 70\% = 92,4 [Ton] \quad (5)$$

Lo que equivaldría a poco más de dos camiones de diseño C-40-95 con carga de 40 [Ton].

4.4. Diseño teórico del preesfuerzo

Para la realización adecuada del modelo matemático del puente La Parroquia, además de ser fundamental las propiedades geométricas y mecánicas de este, se hace necesario conocer lo correspondiente al preesfuerzo, para así tener en cuenta su incidencia sobre la rigidez a flexión del puente.

Debido a la antigüedad del puente, fue imposible encontrar existencia alguna de sus respectivos planos estructurales, dando como opción final, la elaboración de un diseño teórico del postensado de las vigas. Dicho diseño fue elaborado con base en los parámetros establecidos en [2].

Teniendo como guía para la realización del diseño teórico de las vigas postensadas del puente La Parroquia, los planos estructurales del puente con luz de 26 metros se propuso una trayectoria de cable de preesfuerzo parabólica ($y = kx^2$), la cual permite contrarrestar la acción de las cargas externas, que se suponen uniformemente repartidas, produciendo diagramas de momentos parabólicos.

4.4.1. Propiedades mecánicas de los materiales.

Como parte fundamental del diseño del preesfuerzo de una viga tipo de un puente, es necesario que como primera instancia se identifiquen y especifiquen los materiales a utilizar, junto con sus propiedades influyentes en el diseño.

Para el caso en estudio, se asumieron las siguientes propiedades:

Concreto de las vigas

$$f'_{ci} = 315 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f'_{ci} = 350 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Concreto de la losa

$$f'_{ci} = 210 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f'_{ci} = 210 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

Acero de pre esfuerzo

$$f_{py} = 18900 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

$$f_{py} = 16000 \left[\frac{kg}{cm^2} \right]$$

4.4.2. Determinación de la fuerza de preesfuerzo.

Durante el diseño del preesfuerzo de la viga postensada, es importante identificar las diferentes etapas constructivas. En este proceso se concluirá qué fuerzas actúan durante el tensionamiento, involucrando las propiedades geométricas de su sección transversal, reconociendo el momento de acción de lo conocido como sección simple y sección compuesta. Las etapas constructivas que se hacen fundamentales son: la etapa de transferencia, en la cual solo se tienen en cuenta las cargas permanentes, referentes a peso propio y cargas sobre impuestas involucrando la sección simple solamente; y la etapa de servicio, que hace alusión al momento en que las cargas vivas hacen presencia en el funcionamiento de la estructura, integrando así la acción de la sección compuesta.

El criterio que se tuvo en cuenta para la valoración de la fuerza de tensionamiento, consiste en establecer una igualdad entre los esfuerzos producidos en la fibra inferior de la sección compuesta por el momento de diseño, y el esfuerzo máximo admisible a tracción del concreto. En el cálculo del momento de diseño, se tuvo en cuenta el peso propio de la viga, incluyendo el peso de la losa, las cargas sobre impuestas (bordillo y baranda), y una carga puntual referente a la carga viva identificada por el camión de diseño C40-95. Para realizar el diseño del postensado, que incluye la trayectoria de los cables y la fuerza de tensionamiento se siguieron los lineamientos consignados en [18].

4.4.3. Fuerza de tensionamiento obtenida

$$P = 275[t] * 1,25 = 366[t] \quad (6)$$

Se realiza un aumento del 25% de la fuerza de preesfuerzo, para de esta manera tener en cuenta las pérdidas totales.

Durante la comprobación de esfuerzos en el concreto, se obtuvo como resultado que el esfuerzo producido por esta carga, excede el admisible a compresión indicado en [2], concluyendo que el tensionamiento se debe fraccionar en dos etapas, de la siguiente manera: Primera etapa: 60% P; Segunda etapa: 40% P

TABLA II NÚMERO DE TORONES POR CABLE DE PREESFUERZO.

Ten	No.de cab	No. To por cab	F/cab
Primero	5	4	50.534 t
Segundo	3	4	50.534 t

Para el diseño se escogen arbitrariamente torones de 0.5 pulgadas de diámetro ($Asp = 0.987[cm]^2$), obteniendo un número total de 8 cables, de 4 torones cada uno y, una fuerza en el centro de luz equivalente a 50.53 toneladas.

4.4.4. Cuadro de tensionamiento.

Una vez realizado el cálculo y control de esfuerzos ejercidos sobre el concreto, siendo estos no mayores a los admisibles, se realiza un resumen del tensionamiento en los cables de preesfuerzo de la viga postensada.

Cable	No. de torones	T en gato[t]	T centro de luz
1	4	55.15	50.534
2	4	45.98	50.534
3	4	55.92	50.534
4	4	45.36	50.534
5	4	56.70	50.534
6	4	48.90	50.534
7	4	48.80	50.534
8	4	49.75	50.534

4.5. Realización de la prueba de carga

La prueba de carga, se realizó el jueves, 17 de Julio de 2014, con el principal objetivo de obtener mediciones sobre su deflexión y respuesta vertical, ante la sollicitación de un tren de carga compuesto por dos volquetas, sin causar algún tipo de daño a la estructura. Para la realización de la prueba de carga se consideraron los puntos en donde se producen las sollicitaciones más desfavorables sobre la estructura para la viga externa y la adyacente a ella, dando lugar a una serie de estados de sobrecarga constituidos por un tren de dos volquetas en distintas zonas del puente, identificando el centro de la luz como la zona crítica a analizar en el estudio a la resistencia a flexión positiva y flexión negativa en las zonas de los apoyos.

Los vehículos usados fueron dos volquetas tipo Workstar International Doble Troque modelo 2014 proporcionadas por Conalvías, las cuales poseían una carga de material de subbase granular de peso de 33.33 toneladas y 34.86 toneladas medido en báscula.



Figura 10. Frontal del vehículo tipo Workstar International Doble Troque. **Fuente:** autores.

En el ensayo se realizó un solo ciclo de carga, con dos volquetas con sus extremos traseros enfrentados, Figura 10. Atendiendo al protocolo establecido, la carga se aplicó de forma progresiva en los puntos establecidos de la estructura en las zonas críticas, asegurando que con las condiciones de seguridad adecuadas, el comportamiento de la misma está en los rangos elásticos. Los movimientos de los vehículos en cualquier fase del proceso de carga o descarga se efectuaron con la suficiente lentitud, una velocidad menor a 5 km/h, con el fin de no causar efectos dinámicos no deseados.

Debido al efecto de fluencia o variación en el tiempo de la respuesta en deformaciones o desplazamiento de los materiales al ser sometidos a una carga estática, se presentó inicialmente una deformación instantánea, producto de la reacción del material a soportar una carga adicional. Dicha deformación muestra una variación con pendiente positiva respecto al tiempo y, de tal forma, basados en el criterio de estabilización de las medidas, la deformación instantánea se mantendrá constante mientras se mantenga en el estado de aplicación de una solicitud invariable.

Entendiendo el tiempo como factor de medida independiente, se empleó la confirmación atendiendo las pautas dadas por [5], que definen una fórmula empírica, la cual expresa que analizando intervalos de 10 minutos, la estructura habrá estabilizado su respuesta si cumplen los siguientes criterios [5, pp.27].

Para el primer intervalo 0 - 10 min:

$$\text{Criterio1. } D_{10} - D_0 < 0.05D_0 \quad (7)$$

Para los demás intervalos:

$$\text{Criterio2. } D_{20} - D_{10} < 0.2(D_{10} - D_0) \quad (8)$$

Cumplido alguno de los criterios anteriores, se considera que la estructura ha alcanzado su punto de estabilización y se procede a la medición de las deflexiones finales de la estructura estabilizada. A dicha deflexión se le denominará Deflexión Total DT.

TABLA III DEFLEXIONES PARA VIGA EXTERNA

Abs(m)	0 min	10 min	Condicional
0	0.0050[m]	0.0050[m]	cumple
1	-0.0030[m]	0	cumple
7	-0.0130[m]	-0.0160[m]	cumple
13	-0.0170[m]	-0.0180[m]	cumple
20	-0.0120[m]	-0.0110[m]	cumple
26	0	0	cumple

TABLA IV DEFLEXIONES PARA VIGA INTERNA

Abs(m)	0 min	10 min	Condicional
0	0.0020[m]	-0.0030[m]	cumple
1	-0.0020[m]	-0.0010[m]	cumple
7	-0.0170[m]	-0.0160[m]	cumple
13	-	-	-
20	-	-	-
26	-	-	-

A continuación, se presentan las gráficas para cada viga, en serie con el tiempo.

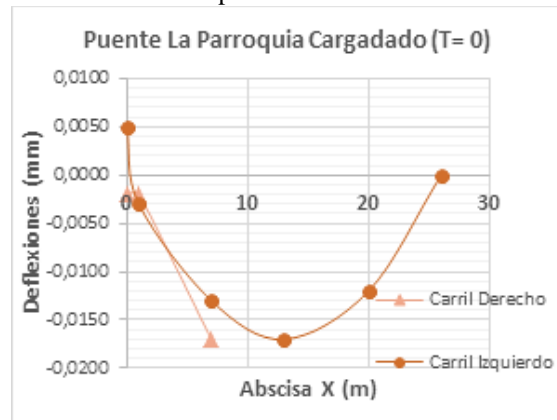


Figura 11. Grafica de deflexiones para tiempo = 0

Para la viga interna, los datos en los puntos simétricos de 13, 20 y 26 metros no se pudieron observar en la toma de medidas, debido a la interferencia visual que aportaban las volquetas a la visión del teodolito. Por esta razón no se cambió el punto de estación, para no agregar variables que afectaran la precisión de los resultados.

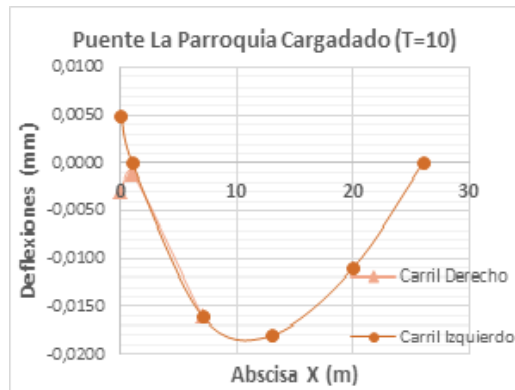


Figura 12. Gráfica de deflexiones para tiempo=10 min

Se analiza que el puente La Parroquia demuestra un comportamiento elástico bastante aceptable, al estabilizarse al paso de 10 minutos, cuya deflexión máxima se da en el centro de luz con un valor de 1,8 cm.

5. ANÁLISIS DE RESULTADOS

Obtenidos los resultados en campo, que muestran la deflexión a la que se ve sometida la estructura después de atender a la sollicitación estática de dos volquetas, se procede a comparar los datos contra los del modelo numérico simulando las condiciones reales del mismo para realizar distintos análisis

La simulación del puente realizada en software MIDAS CIVIL , concluye los siguientes resultados según las cargas aplicadas y asumiendo una resistencia para concreto de losa de 3000 psi y para las vigas de 5000 psi.

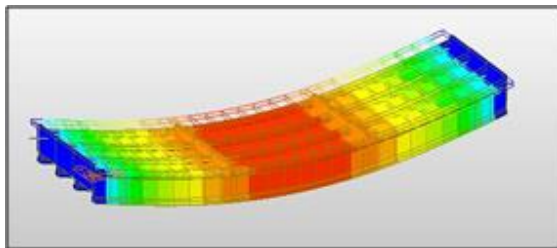


Figura 13. Deflexión en CIVIL MIDAS

El modelo numérico permitió evaluar previamente, el comportamiento de la estructura bajo las condiciones de carga de los ensayos de campo. En este se asumieron de manera teórica los valores mostrados en la tabla V.

TABLA V PROPIEDADES TEÓRICAS MODELO MIDAS

	viga	losa	postensado
$f'c[psi]$	5000	3000	-
$fpu[kg/cm^2]$	-	-	16000
#Torones	-	-	4
Área [in^2]	-	-	1/2

Atendiendo al objetivo principal, se realizó una gráfica comparativa entre lo teórico según el modelo de elementos finitos y lo medido en campo.

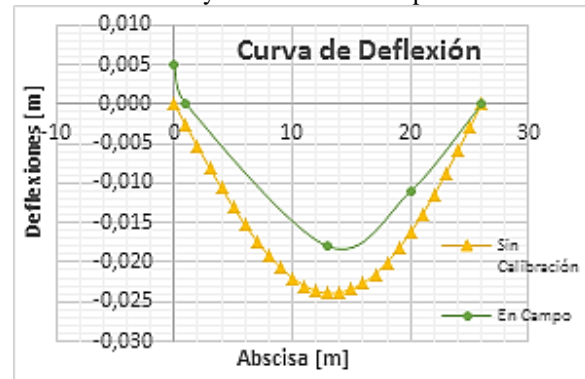


Figura 14. Curva de deflexión en viga externa

La divergencia entre las dos gráficas radicó en aspectos desconocidos que al momento del diseño se escogieron valores tentativos que pudieran encajar en la tipología de puentes así como las condiciones a las cuales está expuesto, algunas de las posibles causas pueden ser:

- Asunción de parámetros de resistencia en concreto para vigas y losa.
- Diseño teórico del postensado: número de torones y área.
- Supresión de efectos del entorno de la estructura.
- Error humano en la precisión de toma de datos en las deflexiones.

Con objeto de calibrar el modelo numérico, cuya deflexión proporcionada fue de 2,4 cm y ajustarlo contra la evidencia experimental, es decir, a una deflexión igual o cercana a 1,8 cm analizada en el centro de luz el cual es considerado como el punto crítico de la estructura, se continuó con la modificación de algunas variables que se considera afectan el comportamiento del puente, detallando la viga externa debido a que se presentaron las mayores deflexiones por ser directamente la viga cargada.

Se tuvo en cuenta diferentes parámetros que podrían indicar una influencia significativa en la rigidez a flexión del puente La Parroquia. Cada uno de estos parámetros fue analizado de manera individual, teniendo como resultado que la calibración ideal estaba compuesta por una combinación en donde se incluía cada uno de ellos, aportando un porcentaje específico en dicha calibración. Con el fin de generar referencias sobre el análisis de sensibilidad para identificar la variable que genere una mayor reducción en las deflexiones, se analizaron los valores obtenidos individualmente y se comparó con el modelo numérico inicial de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$\text{Diferencia en \%} = \frac{\delta_0 - \delta_i}{\delta_0} * 100 \quad (9)$$

En donde δ_0 es la deflexión al centro de la luz del modelo sin calibrar y δ_i es la deflexión al centro de la luz del modelo con el cambio en la variable analizada individualmente.

5.1. Aumento de resistencia del concreto para vigas

Según la relación descrita en [2, pp. C-112] $E_c = 4700 * \sqrt{f'c}$ (9), si se afecta en un incremento la resistencia a compresión del concreto, incluirá un cambio directamente proporcional al módulo de elasticidad del material para las vigas postensadas con sección tipo I y disminuiría la deflexión dada en el software.

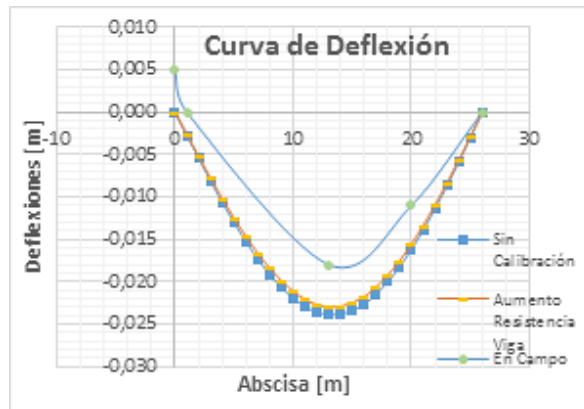
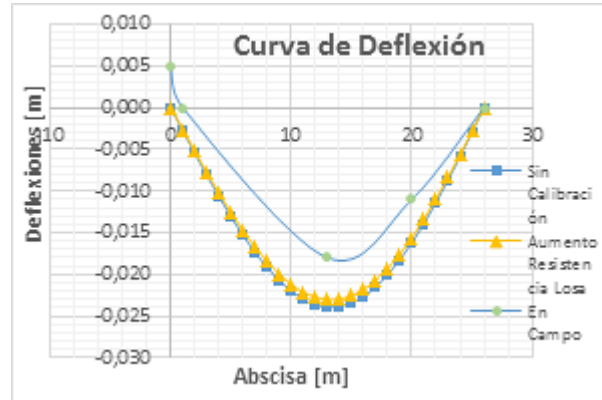


Figura 15. Calibración con aumento de $f'c$ en viga

La diferencia entre el modelo numérico preliminar y el modelo considerando un aumento de la resistencia del concreto para vigas de 5000 Psi a 6000 Psi generó una mejora del 3,9 un porcentaje poco significativo si en global se desea lograr un cambio en deflexiones del 25 % para lograr una calibración exitosa. Por ende, se puede concluir que modificar propiedades de los materiales no genera un impacto significativamente los resultados.

5.2. Aumento de resistencia del concreto en la losa

Se considera un cambio en la resistencia a compresión del concreto para la losa el cual está en contacto directo con las solicitaciones aplicadas.



c en losa

Según la relación descrita en [2, pp. C-112] $E_c = 4700 * \sqrt{f'c}$ (9), si se afecta en un incremento la resistencia a compresión para la losa de 3000 Psi a 4000 Psi afecta en un 3,8% la respuesta de la rigidez a flexión en contraste con el 25% que se desea obtener.

5.3. Aumento de fuerza en los cables de postensado.

Se estudia la incidencia que resulta entre el diseño del postensionamiento y la deformación del puente, como primera medida se procede a aumentar directamente la fuerza del cable en un 20%. La siguiente gráfica expone su resultado:

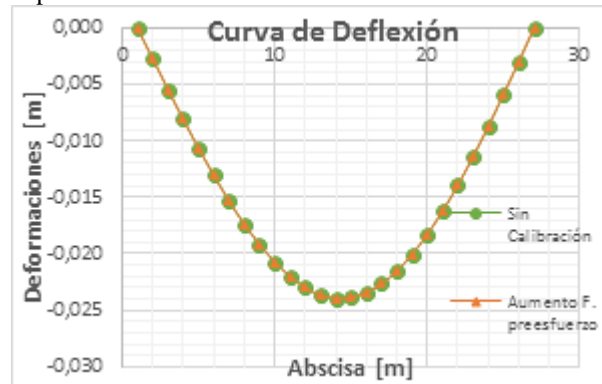


Figura 17. Calibración con aumento de f_{pu} en cables

De acuerdo con la gráfica presentada en la figura 17, el aumentar o disminuir la fuerza de los cables no afecta en ninguna medida las deflexiones obtenidas, por lo tanto, se decide evaluar el aumento de la fuerza del presforzado mediante el incremento de número de torones de 4 previos a 6.

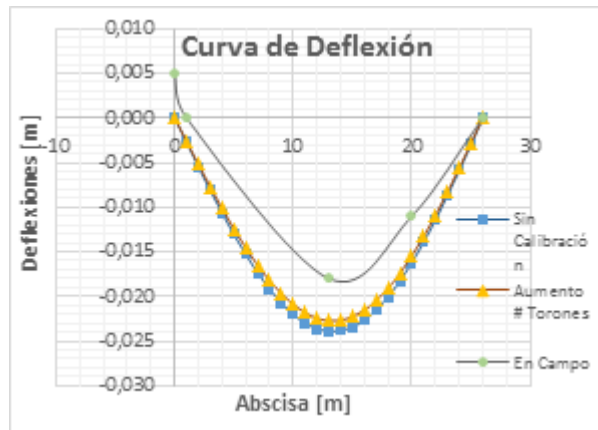


Figura 18. Calibración con aumento de torones

Con un porcentaje de aporte del 5,1%, el aumento del número de torones afecta más en la fuerza del postensado, en comparación con el cambio directo de la fuerza de tensionamiento de cada cable, y a su vez, tiene un mayor porcentaje de afectación que la modificación de las resistencias a compresión de los materiales. Sin embargo, el procedimiento de incremento del número de torones no se puede continuar debido a que se podría exceder los esfuerzos a compresión en el concreto, comprometiendo el diseño del preesfuerzo en una respuesta que afecte de manera negativa la evaluación de la rigidez del puente La Parroquia.

5.4. Consideración del Bordillo en la sección transversal

Inicialmente, se realiza una simulación crítica ante la suposición de que la rigidez aportada por el bordillo era nula, con el fin de encontrar resultados más críticos y no involucrar variables geométricas. Sin embargo, se establece la adición del bordillo a la sección transversal de las vigas externas para el estudio de su incidencia hacia la respuesta a flexión de la estructura.

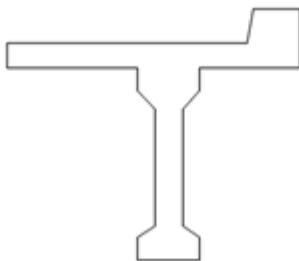


Figura 19. Sección transversal para vigas externas

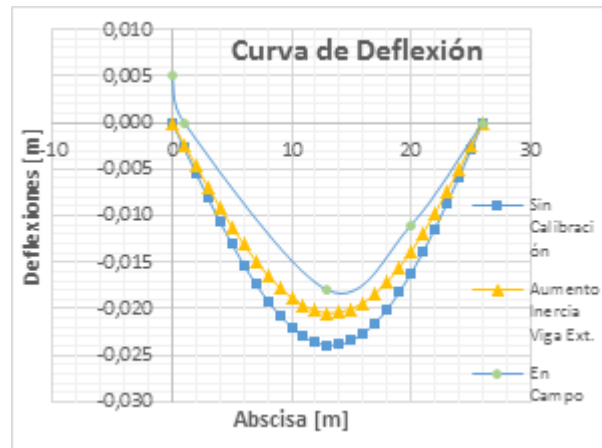


Figura 20: Calibración con inclusión de Bordillo

La inclusión del bordillo refiere el aumento de las inercias en eje "Y" en un 30% y en el eje "Z" en un 20% comprometiendo la relación inversamente proporcional, obteniendo un cambio significativo de 14,5% entre el modelo calibrado y el obtenido directamente sin modificación desde CIVIL MIDAS 2012. Por ende, las propiedades geométricas del puente son catalogadas como las de mayor impacto en la calibración.

5.5. Inclusión de todos los efectos

Con el objeto de lograr adecuar la deformación teórica vertical del puente a la experimental, se recopilan todos los efectos producidos debido al cambio de propiedades en los materiales, geométricas y de diseño de preesfuerzo para corroborar realizado en campo.

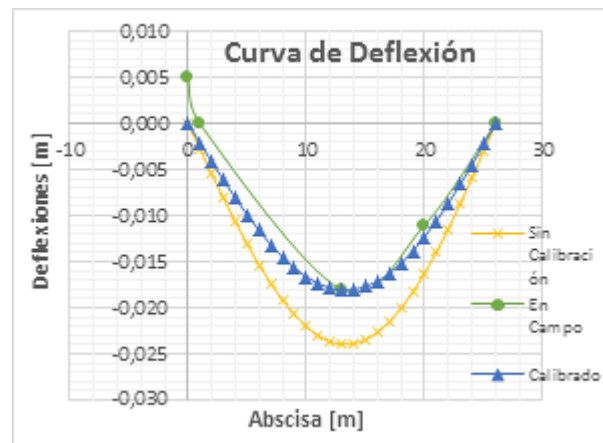


Figura 21. Calibración Total

Debido a la simetría del puente, se esperaría presentar en la estructura deformaciones iguales en los puntos semejantes. Sin embargo, se precisa que las deflexiones en la estructura no deben ser de todo igual a los puntos

opuestos con respecto al eje central, pues la posición asimétrica de las volquetas, a partir del centro del puente, configura la respuesta relacionada para ambas mitades. Finalmente, al realizar una evaluación individual de la afectación de cada variable con respecto a la deformación, se pudo obtener la disminución en el cambio de la respuesta de la rigidez a flexión de la estructura en un 25%, con respecto a la realizada en campo, donde desplazamiento vertical del centro de luz, considerado como medida de 1,8 cm realizada el punto más crítico, concuerda con la experimentalmente el día 17 de Agosto de 2014.

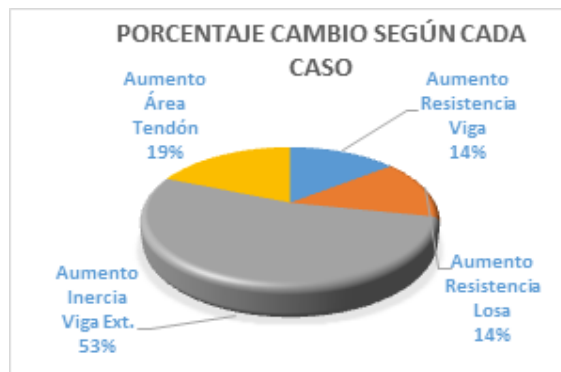


Figura 22: Torta de Resumen de Ajustes

5.6. Cálculo de deflexiones

Debido a la incertidumbre de algunas propiedades mecánicas del puente La Parroquia, se realiza el cálculo de las deflexiones en la viga postensada, para tener otro parámetro de comparación, al momento de realizar el modelo matemático del mismo. Algunos datos son relevantes en el cálculo de las deflexiones producidas tanto por el preesfuerzo como por las cargas muertas y vivas, siendo entre estos el módulo de elasticidad de la viga y la inercia de la misma.

Para la obtención de la deflexión debida al preesfuerzo, se resalta la influencia de la fuerza de cada tendón en el centro de luz y su correspondiente excentricidad en el apoyo respecto al eje centroidal de la viga, el cual me producirá como efecto un momento flector.

La carga viva usada para el cálculo de la deflexión es aquella que fue aplicada durante la prueba de carga (34 toneladas), sobre la viga a analizar y de esta manera poder realizar una comparación con los resultados proporcionados por el modelo matemático.

TABLA VI CUADRO DE DEFLEXIONES

Deflexión	valor	sentido
$\delta_{\text{preesforzado}}[\text{m}]$	0,087	↑
$\delta_D [\text{m}]$	0,078	↓
$\delta(L+I) [\text{m}]$	0,034	↓

Según [2], existe una deflexión admisible para la carga viva, la cual debe estar en un rango cercano o aproximado de la calculada:

$$= \frac{Luz}{800} = 0,033[\text{m}]. \downarrow$$

La deflexión total que es producida en el centro de luz, es obtenida por medio de la suma de las deflexiones individuales de cada efecto que actúa sobre el puente, en este caso también se incluirá la deflexión por los cables de preesfuerzo en el segundo tensionamiento.

$$\delta_T = 0,025[\text{m}]. \uparrow$$

Comparando este resultado con el obtenido por el software MIDAS Civil v.12 (0,024 metros), se puede decir que son similares, generando cierta confiabilidad en los resultados arrojados en la realización del modelo matemático.

5.7. Influencia del postensado

Definir las deflexiones que resultarían sobre la estructura si esta solo estuviera compuesta de concreto, precisan el efecto cuantitativo que tiene el postensado sobre el puente, así que se realizó el modelo numérico sin incluir las fuerzas de tensionamiento existentes considerando únicamente como elemento resistente el concreto de la viga y losa, los resultados fueron los siguientes:

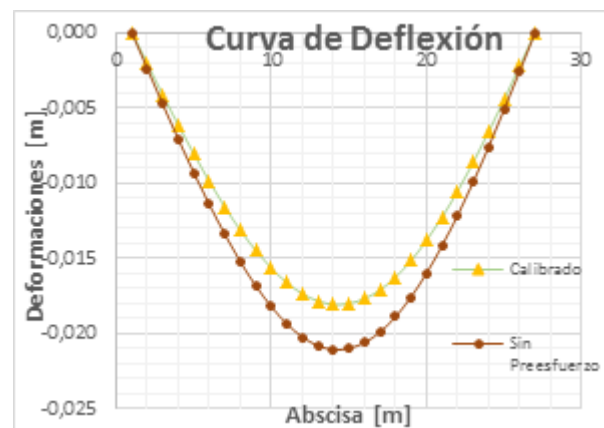


Figura 23. Influencia del Postensado

Según la Figura 21, el resultado para una deformación de un puente de concreto sin ningún refuerzo equivale a un desplazamiento de 2,1 cm con respecto al 1,8 cm resultante de la aplicación del postensado, es decir alrededor de un 20% de afectación sobre el puente ante la solicitación impuesta de dos volquetas doble troque de 33.33 toneladas y 34.86 toneladas, demostrando que dicho estado de esfuerzos y deformaciones, que es inducido al puente La Parroquia, mejora el comportamiento y la rigidez estructural, aumentando la capacidad de carga de la estructura. Cabe resaltar que ante solicitaciones como mayor magnitud, el porcentaje de afectación puede aumentar.

Se realiza la comprobación del anterior cálculo manual por medio del teorema de Castigliano y la sección transformada, y a su vez, se realiza el modelo en programas de análisis de estructuras alternos como lo es SAP.

TABLA VII CUADRO DE DEFLEXIONES DE SAP

TABLE: Joint Displacements		
Joint	OutputCase	U
Text	Text	m
1	deflexión	0
2	deflexión	-0,0156
3	deflexión	-0,0203
4	deflexión	-0,0207
5	deflexión	-0,0196
6	deflexión	-0,0180
7	deflexión	-0,0105
8	deflexión	0,0000

Con el objetivo de identificar la magnitud de incidencia del postensado en el área de la sección transversal, se continúa aumentando la sección para vigas externas e internas hasta lograr la deformación determinada por la estructura con presforzado, concluyendo, que el aumento de la viga interna en un 3,96 % y la externa en un 4,14% igual al efecto del estado de esfuerzos y deformaciones que es inducido al puente La Parroquia, debido a la influencia del postensado.

TABLA VIII MODIFICACIÓN DE ÁREA.

	Vig. Int	Vig. Ext
Áreas antes [m2]	0,59	0,56
Área después [m2]	0,61	0,58
% Aumento	4	4

6. CONCLUSIONES

La herramienta de nueva tecnología usada: RIEGL-SCANN V-Z400, utilizada para el levantamiento geométrico mejoró los tiempos de medición en la estructura logrando una precisión de 3 mm, comparado con las mediciones obtenidas por métodos tradicionales. Sin embargo, no se puede realizar la afirmación sobre si la eficacia de este método pueda superar la eficiencia del resultado de la mira topográfica la cual posee una precisión de 1 mm.

De acuerdo con la ecuación (6) propuesta en [5], la estructura no logra superar el rango elástico proveniente del puente La Parroquia, sin generar deformaciones permanentes que pudiesen afectar el tiempo de vida útil restante de la estructura.

En la calibración del modelo matemático, se logró obtener un resultado muy aproximado al proporcionado en campo. Sin embargo, sigue existiendo una gran incertidumbre en las propiedades mecánicas de los elementos que componen la superestructura que de manera de haber tenido conocimiento exacto de ellas se hubiera realizado una calibración más precisa y real.

Con un porcentaje 14,5 %, las propiedades geométricas de la sección transversal son las que más inciden en el aumento de la rigidez a flexión de la estructura al incrementar su tamaño en un 10,25%, obteniendo una relación de afectación de 1,42.

Parámetros como las propiedades mecánicas de los materiales solo lograron un porcentaje de participación del 3,9%, al aumentar la resistencia del concreto en un 20%. Aunque logra realizar un aporte para el aumento de rigidez, una relación de 0,195 no logra solucionar el proceso de calibración.

Del resultado del análisis de las propiedades que componen los cables, se determinó que el área de los tendones ocupa un segundo lugar en la contribución de rigidez, pues el incrementar el número de torones a 6, produjo una afectación positiva del 5,1% con respecto al resultado de deformaciones obtenido con solo 4 torones. Sin embargo, el procedimiento de incremento del número de torones no se puede continuar debido a que este excedía los esfuerzos a compresión en el concreto, comprometiendo el diseño del preesfuerzo en una respuesta que afecte de manera negativa la evaluación en de la rigidez del puente La Parroquia.

Aumentar directamente la fuerza de tensionamiento tiene un efecto neutro en la calibración de la estructura, pues su incremento del 20 %, con respecto al estado previo, no influye en el resultado de deflexiones provocadas por el

tren de carga. Esto permite concluir que el aumentar la fuerza del postensado mediante el incremento del área del refuerzo es más efectivo.

De acuerdo con la comparación realizada en la Figura 21, se afirma que el estado de esfuerzos y deformaciones que es inducido al puente La Parroquia mejora el comportamiento y rigidez estructural, debido a la influencia del postensado, aumentando la capacidad de carga de la estructura y disminuyendo la sección transversal de la estructura.

Las deflexiones, tanto del modelo como las verificadas manualmente, se asemejaron en gran valor, por tanto, se obtiene una confiabilidad en los datos procesados y dados por el software MIDAS CIVIL v.12.

Mediante el modelo de elementos finitos realizado y junto con la prueba de carga previamente ejecutada, se obtuvo una calibración apropiada, logrando efectuar de una manera aproximada la evaluación de la rigidez a flexión del puente La Parroquia, el cual, a pesar de su larga vida en servicio y sin ningún mantenimiento, logró demostrar un comportamiento adecuado bajo las cargas impuestas.

7. RECOMENDACIONES

Con el fin de lograr disminuir los distintos parámetros que alteren y comprometan los resultados obtenidos, tanto los obtenidos en campo, como los teóricos, se sugiere tomar en cuenta las siguientes pautas y variables, donde la precisión y eficiencia pueden ser alcanzadas con más proximidad en futuros desarrollos o trabajos investigativos sobre pruebas de carga para puentes postensados de viga y losa.

Con respecto al modelo teórico desarrollado en MIDAS CIVIL 2012 se sugiere:

- Identificar la realidad de los materiales usados para la construcción del puente. Factores como las resistencias a compresión del concreto, de la losa lograrían adaptar mejor el modelo numérico, eliminando la presunción inicial de dichas componentes.
- Tomar en cuenta consideraciones adicionales, tales como el aplastamiento de los apoyos, medición de esfuerzos, entre otros, pues son un gran aporte para generar modelos numéricos más exactos que asemejen mejor el comportamiento real de la estructura.
- El tiempo y el entorno refieren una variable que afecta la calidad y la pérdida de propiedades de los materiales, afectando el comportamiento estructural, se recomienda la realización de ensayos no destructivos y destructivos al

concreto de la estructura con el objetivo de conocer su resistencia a la compresión, módulo de elasticidad actual y propiedades del postensado, tales como su área, número de torones y posicionamiento.

- Definir adecuadamente las etapas constructivas para poder identificar de manera más exacta la incidencia de las fuerzas que actúan en el tiempo.

Para la realización de la prueba en campo se recomienda tener en cuenta que:

- El uso de implementos de topografía tradicional refiere mayor cantidad de trabajo humano presente, situación visiblemente identificada para la toma de datos con la mira topográfica donde la distancia aumentaba progresivamente con el error producido por la ilegibilidad de las marcas indicadas en dicho elemento de medición. En consecuencia, se recomienda el uso de equipos digitales como los deformímetros, en mayor cantidad de puntos ubicados estratégicamente con el fin de lograr una curva experimental mejor definida.
- La falta de mantenimiento y limpieza es evidente al observar el estado actual del tablero. Esto incide ligeramente en los resultados, pues genera una superficie adicional, produciendo una percepción errónea del nivel real de la losa y aumentando el espesor de la misma con el resultado final del incremento de la cota de medición con respecto al nivel original del tablero en concreto postensado.
- Aunque el RIEGL Scann VZ 400 fue un elemento tecnológico que permitió la toma de datos con mayor velocidad, su precisión es inferior a la dada por equipos topográficos. Esto es debido a la gran cantidad de puntos en la nube de espectro que toma en su zona de influencia.
- La falta de visibilidad debido al mal posicionamiento de los vehículos de carga puede generar errores en las mediciones, por lo que se aconseja verificar la ubicación de los equipos de medición y de los vehículos antes de la realización de la prueba.
- Se debe contar suficiente disponibilidad de tiempo y de recursos para una realización de prueba de carga con distintas fases. Al mismo tiempo, se sugiere tener mayor cuidado en la representación, adquisición y toma de datos en campo
- Inducir al puente a una mayor solicitud de estados, usando un tren de carga mayor permite identificar y reconocer con la respuesta en el rango inelástico de la estructura.

8. AGRADECIMIENTOS

Agradecimiento especial a todos aquellos que con su aporte y apoyo se han vinculado directa o indirectamente en el progreso y desarrollo de esta investigación. Al grupo de investigación INME como originadores y guía de la investigación. De igual forma a GEOMÁTICA por su aporte tecnológico, a CONALVIAS por su aporte de los vehículos de carga en la realización de la prueba, a la escuela de Ingeniería Civil de la UIS, por su aporte financiero a este proyecto, a la Gobernación de Santander y a ISAGEN por permitir el estudio en los puentes referidos.

9. REFERENCIAS

- [1] E.E. Muñoz, “Estudio de las causas del colapso de algunos puentes en Colombia,” *Ingeniería y Universidad*, vol. 6, no. 1, pp. 33-48, 2002.
- [2] Código Colombiano de Diseño Sísmico de Puentes, Asociación Colombiana de Ingeniería Sísmica (AIS), 1a ed., 1995.
- [3] A.J. Narros, “Pasarela peatonal ‘Pedro Gómez Bosque’ sobre el Río Pisuega en la Ciudad de Valladolid. Un nuevo récord de longitud en pasarelas colgadas de banda tesa,” *Revista Técnica Cemento-Hormigón*, no. 947, pp. 80-86, 2011.
- [4] Manual for Bridge Evaluation, 2a Ed., American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO), Washington D.C., 2010.
- [5] A. Pastor (coord.) et al., “Monografía M-9 Pruebas de carga de estructuras”, Monografía, Asociación Técnico Científica del Hormigón Estructural (ACHE), Madrid, España, 2005.
- [6] W.R. Calderón, “Optimización aplicada a la calibración y validación de modelos de elementos finitos de puentes,” *Ingeniería: Revista de la Universidad de Costa Rica*, vol. 17, no. 1, pp. 43-59, 2007. DOI: <http://dx.doi.org/10.15517/ring.v17i1.673>
- [7] L. Yamin & D. Ruiz, “Vulnerabilidad sísmica de puentes en Colombia y estrategias para rehabilitación,” *Revista de Ingeniería*, no. 13, pp. 74-80, 2001.
- [8] E. Muñoz et al., “Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente atirantado basados en confiabilidad estructural,” *Revista Ingeniería de la construcción*, vol. 25, no.2, pp. 285-323, Ago. 2010.
- [9] E. Muñoz et al., “Vulnerabilidad sísmica y capacidad de carga de un puente en acero basado en confiabilidad estructural,” *Revista Ingeniería de la construcción*, vol. 23, no. 3, pp. 125-144, Dic.de 2008.
- [10] E. Muñoz et al., “Evaluación por confiabilidad estructural en puentes en acero apoyada en monitoreo e instrumentación,” *Revista de Ingeniería Universidad Javeriana Sede Bogotá*, vol.10, no.1, pp. 31-54, Jun. 2006.
- [11] M. Cardoza & J. Villalobos, “Evaluación estructural de un puente mediante la realización de una prueba de carga estática,” Tesis de pregrado, Univ. de El Salvador, San Salvador, Ago. 2005.
- [12] D. Sampó, “Diseño de pruebas de carga estática en puentes y estimación de las deformaciones del tablero mediante modelos numéricos computacionales,” Informe Técnico de Práctica Supervisada, Fac. de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Univ. Nal. Del Córdoba, Córdoba, Argentina, 2013.
- [13] Ulloa Andrés; Evaluación del uso de un escáner láser terrestre y métodos tradicionales en la ejecución de un levantamiento topográfico [Tesis de Pregrado]. Bucaramanga, Colombia. Universidad Industrial de Santander. Feb. 2013.
- [14] Manual for Bridge Design Specifications; 2nd ed., AASHTO LRFD, Washington D.C., 2010
- [15] Manual for Condition Evaluation and Load Rating of Highway Bridges Using Load and Resistance Factor Philosophy, National Cooperative Highway Research Program (NCHRP), Paramus, NJ, EEUU, 2001.
- [16] Technical Guide: Load Test on Road Bridges and Footbridges, Service d’Études Techniques des Routes et Autoroutes (SETRA), París, Francia, 2006.
- [17] L.G. Mejía, Reflexiones sobre nuestros puentes; Editorial Escuela Colombiana De Ingeniería, Bogotá: Ed. Escuela colombiana de Ing., pp. 17.
- [18] C.R. Vallecilla, Puentes en concreto postensado: Teoría y práctica, 2a ed. Bogotá: Ed. Bauen. 2011.